

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 99/100 (1932)
Heft: 5

Artikel: Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten
Autor: Maillart, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-45447>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten. — Die geologische Lage der Kraftwerke am Oberrhein. — Wettbewerb für ein Schulhaus in Seebach. — Nekrologe: Friedr. Engesser. — Mitteilungen: Betriebsspannungen in gusseisernen Riemenscheiben. Vorortverkehr mit Gleichstrom von 3000 V Fahrspannung. Elektrostatistische Gasreinigung mit besonderem Ionisationsfeld.

Kurs über Verpackungstechnik. Express-Luftverkehr Zürich-Wien. Diagonale Balkenlage. Angriff von Metall durch Insekten. Die erste Eisenbahnlinie in Amerika. — Wettbewerbe: Neubau des Restaurant im Zoologischen Garten Basel. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine.

Band 99

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 5

Zum Entwurf der neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbetonbauten.

[Die vom „S. I. A.“ eingesetzte Kommission zur Revision der Eisenbeton-Vorschriften von 1915 hat ihre Arbeiten so weit gefördert, dass der unter Mitwirkung der S. I. A.-Fachgruppe für Stahl- und Eisenbetonbau bereinigte Entwurf nunmehr dem Eidg. Post- und Eisenbahn-Departement zur Aeusserung zugestellt werden kann. Hernach gelangt der Entwurf zur Diskussion an die Sektionen und schliesslich an die Delegierten-Versammlung. Es ist daher wohl der Zeitpunkt gekommen, auch der weitem Fachwelt Gelegenheit zur freien Meinungsäusserung zu geben, umso mehr, als die Ansichten namhafter Fachvertreter in einzelnen grundsätzlichen Punkten auseinander zu gehen scheinen. Wir eröffnen diese Diskussion mit nachstehendem Beitrag eines unserer erfahrensten und durch seine Bauten hinlänglich ausgewiesenen Eisenbetoningenieure (der infolge längerer Krankheit den entscheidenden Beratungen der Kommission nicht mehr beiwohnen konnte). In diesem Zusammenhang sei auch auf seine grundsätzlichen Ausführungen in der „S. B. Z.“ vom 19. Sept. 1931 verwiesen. Die Red.]

Trotz der jahrelangen Beratungen lässt der Entwurf meines Erachtens einen befriedigenden Fortschritt in Bezug auf die wirtschaftliche Gestaltung der Eisenbetonbauweise vermissen; er stellt auch unhaltbare Forderungen an die Baupraxis.

Als Vorzug des Entwurfes ist zu werten, dass er, in Abweichung von der Verordnung von 1915, an zwei wesentlichen Bestimmungen der Vorschriften von 1909 festgehalten hat. Die erste geht dahin, dass gegenüber den drei Kategorien der Verordnung von 1915 nun für alle Bauwerke einheitliche zulässige Spannungen vorgesehen sind. Der Ausgleich wird durch Stosszuschläge geschaffen, jedenfalls das einzig richtige, da es sinnlos ist, das Eigengewicht zugleich mit der Nutzlast mit kleineren zulässigen Spannungen zu behaften. Die zweite begrüssenswerte Neuerung betrifft die Erhöhung der zulässigen Spannungen bei Berücksichtigung von Temperatur und Schwinden¹⁾.

Nachdem die Erfahrung gelehrt hat, dass der Einschluss dieser Einflüsse in die zulässigen Spannungen keine Vermeidung der Rissgefahr verbürgt, ist die aus den Vorschriften von 1909 wieder übernommene Bestimmung vom Standpunkt der Dauerhaftigkeit nicht anfechtbar. Und stellt man sich auf den Standpunkt der *Sicherheit*, so ist zu sagen, dass Temperatur und Schwindspannungen auf die Bruchsicherheit nicht den geringsten Einfluss ausüben, indem vor Erreichung des Bruchstadiums derartige Deformationen mit Rissbildung eintreten, dass die Temperaturspannungen gänzlich zurücktreten. Ob also ein Bauwerk bei tiefster oder höchster Temperatur belastet wird: die Bruchlast wird die selbe sein. Trotzdem wäre eine gänzliche Vernachlässigung der Temperatur- und Schwindspannungen auch nicht erwünscht, aber sie sollten richtig bewertet werden.

Die Ermässigung der *Verhältniszahl* n von 20 auf 10 nötigt zu einer Umstellung der gewohnten Rechnungsweise, ohne Nutzen zu bringen. Wer in der Vorstellung lebt, n sei das Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Eisen und Beton, kann sich aus „wissenschaftlichen“ Gründen für diese Ermässigung erwärmen, wenschon man dann nicht auf halbem Wege stehen bleiben, sondern, ähnlich wie in

Frankreich, gleich ein variables n einführen sollte. Aber n ist ja lediglich als ein von wissenschaftlichen Erwägungen unabhängiger Faktor aufzufassen, der in die übliche, wissenschaftlich zwar auch nicht einwandfreie Berechnung der Spannungen eingeführt, für letztgenannte zwar nicht effektiv vorhandene Spannungswerte, aber doch Zahlen ergibt, die, mit den Würfelstärken des Beton in Beziehung gebracht, einen Schluss auf den Sicherheitsgrad zulassen. Die auf übliche Art berechnete Biegungsdruckfestigkeit des Beton ist bekanntlich höher als die Würfelstärke; beträgt diese etwa 150 kg/cm^2 , so ist jene, mit $n = 20$ gerechnet, etwa um die Hälfte höher. Die Differenz steigt auf etwa 100% bei ganz schwachem Beton²⁾ und sinkt auf etwa 33% bei 250 kg/cm^2 übersteigenden Festigkeiten. Deshalb gestatteten die alten Vorschriften eine wesentliche Erhöhung der Biegungsdruckbeanspruchungen gegenüber den reinen Druckbeanspruchungen, wobei jedoch schon eine Erhöhung über 40 kg/cm^2 durch eine Ermässigung der Eisenspannungen erkauft werden musste. Richtigerweise hätte die Grenze $1,5 \times 35 = 52,5 \text{ kg/cm}^2$ statt 40 kg/cm^2 betragen sollen, um die Sicherheit auf Druck und auf Biegung gleichzustellen. In diesem Sinne war bei den neuen Vorschriften beabsichtigt, unter Beibehaltung von $n = 20$ bei einer zulässigen zentrischen Druckspannung von 40 kg/cm^2 die zulässige Biegungsspannung auf 60 kg/cm^2 festzusetzen und erst oberhalb dieser Grenze eine Abmilderung der Eisenbeanspruchung zu verlangen.

Bei Annahme von $n = 10$ ändert sich das Gesagte insofern, als nun der Unterschied zwischen den berechneten Biegungsstärken und den Druckstärken sich noch um 20 bis 30% erhöht, sodass für die zulässigen Biegungsspannungen statt des mittleren Faktors 1,5 ein solcher von 1,8 bis 2 anzunehmen ist, was auf Grund der zentrischen Spannung von 40 kg/cm^2 einen Wert von 72 bis 80 kg/cm^2 für die Biegungsspannung ergibt, während der Entwurf 70 kg/cm^2 annimmt und bei 90 kg/cm^2 schon eine wirtschaftlich und konstruktiv schwer tragbare Verminderung der Eisenbeanspruchung auf 800 kg/cm^2 fordert.

Solche Beanspruchungszahlen, die bei hochwertigem Beton und unter Einschluss der Temperaturspannungen sich ins Ungemütliche zu erhöhen scheinen, sind also nicht erschreckend und gewähren, bezogen auf eine angemessene Betonfestigkeit, immer noch eine viel höhere Sicherheit als die Eiseneinlagen.

Trotzdem haben diese anscheinend hohen Spannungen in Verbindung mit der sehr aktuellen Frage der *Frostgefahr* dazu geführt, die geforderten Würfelstärken im Entwurf masslos zu erhöhen. In meiner langen Praxis habe ich niemals ein Abfrieren eines frostfrei erhärteten Beton aus 300 kg/m^3 Portlandzement mit nach „veralteter“ Auffassung gutem, das heisst nicht nur frostbeständigem, sondern auch körnigem und staubfreiem Zuschlagsmaterial und mässigem Wasserzusatz beobachtet, trotzdem die Festigkeiten nicht immer hervorragend waren.

Die Frostbeständigkeit ist also nicht einfach von der Festigkeit abhängig, was ja auch die natürlichen Steine beweisen, unter denen z. B. der ganz weiche Savonnière hervorragende Frostbeständigkeit besitzt. Die Frostbeständigkeit erscheint viel mehr vom feinsten Gefüge beeinflusst, und zu grosser Staub- und Wassergehalt wirkt da entschieden ungünstig, wenn auch der Staub die Festigkeit bis zu einem gewissen Grad erhöhen mag. Deshalb möge man sich vom staub- und wasserreichen Beton, der von

¹⁾ Bemerkenswert ist, dass inzwischen auch Frankreich und Deutschland diesen Grundsatz aus unseren Vorschriften von 1909 übernommen haben, während wir ihn 1915 verlassen hatten.

²⁾ Bei den am Amsterdamer Kongress 1927 mitgeteilten Versuchen mit Bimsbetonbalken erreichte die mit $n = 20$ errechnete Druckspannung das Doppelte der Würfelstärke von 80 kg/cm^2 .

denen, die in der Praxis noch immer den besten Lehrmeister sehen, von jeher für der Frostgefahr ausgesetzte Bauten abgelehnt wurde, wieder trennen. Und wer trotzdem das Heil einzig in der Flucht in die hohen Festigkeiten sehen will, möge eben für frostgefährdete Bauten hochwertigen Beton vorschreiben. Aber den wirtschaftlich bedeutenderen Hochbau, wo Frostgefahr meist gar nicht in Frage kommen kann, belaste man nicht mit übersetzten Anforderungen, die prohibitiv wirken müssten.

Es ist bei der wissenschaftlichen Aufmachung, die das Tun des Ingenieurs in so vorteilhaftes, wenn auch oft etwas zu mysteriöses Licht setzt, bemerkenswert, dass beim Eisenbeton für die Festsetzung der zulässigen Spannungen und der zu fordernden Festigkeiten die Tradition massgebend ist, nicht aber durch wissenschaftliche Untersuchungen geläuterte Erfahrungstatsachen in Verbindung mit wirtschaftlichen Erwägungen. Die hohen Betonspannungen, die die ersten Konstrukteure unbedenklich und bei richtiger Konstruktion mit überraschendem Erfolg anwandten, wurden mit Hinweis auf fehlerhafte Ausführungen und auf Gewohnheiten bei nicht armierten Bauten in den frühesten Vorschriften in ziemlich willkürlicher Weise scharf zurückgeschnitten. Seither bilden die zulässigen Spannungen sowohl wie die geforderten Festigkeiten lediglich das Ergebnis eines Marktens zwischen der mehr die Wirtschaftlichkeit erstrebenden Praxis und den Behörden, die eher die Sicherheit zu wahren, sowie zuweilen auch die eigene Verantwortlichkeit zu decken bestrebt sind. Dass die Resultate nicht glänzend sind, beweist mir der nun vorliegende Entwurf.

Was zunächst die *geforderten Festigkeiten* anbelangt, ist es unrichtig, einfach zu verlangen, was da und dort mit mehr oder weniger Leichtigkeit erreicht worden ist. Dem Ausführenden darf billigerweise nicht zugemutet werden, mehr zu garantieren, als den ihm gewährleisteten Materialeigenschaften entspricht. Nun zeigen wissenschaftliche Untersuchungen eine greifbare Abhängigkeit der Betonfestigkeit von der Normenfestigkeit des Zementes. Mit 300 kg Portlandzement von 400 kg/cm² Normenfestigkeit, 170 l Wasser (entsprechend plastischer Konsistenz) und 2 % Porenvolumen errechnet sich laut einer Mitteilung von Prof. Dr. M. Roš die Betonfestigkeit nach den Formeln der E. M. P. A. und von Prof. Bolomey übereinstimmend zu 180 kg/cm² = 45 % der Normenfestigkeit. Das Verhältnis steigt auf $1,5 \times 45 = 67,5$ %, wenn man die nun mit Recht bevorzugte „plastische“ Normendruckfestigkeit zu Grunde legt. Diese soll zu 250 kg/cm² mit einer Toleranz von 10 % nach unten festgesetzt werden. Wenn also dem Unternehmer ein Zement von 225 kg Festigkeit geliefert wird — er darf ihn nicht beanstanden — so kann er, selbst bei laboratoriumsmässiger Ausführung und Zusammensetzung der Zuschläge, nicht mehr als durchschnittlich $0,675 \times 225 = 152$ kg/cm² gewährleisten, ganz abgesehen davon, dass er aus lokalen Gründen in der Auswahl der Zuschlagstoffe nicht die Freiheit eines Laboratoriums besitzt. Nun ist aber mit einer Streuung der Betonfestigkeiten von ± 25 % zu rechnen³⁾, sodass also Resultate bis 114 kg/cm² herab hingenommen werden müssen. Nehmen wir an — wir dürfen es wohl erwarten, jedoch nicht fordern — dass die Fabriken von der Toleranz keinen Gebrauch machen, so stellt sich das Minimum auf 127 kg/cm².

Wenn also aus den ersten Beratungen der Kommission eine Minimalfestigkeit von 140 kg/cm² hervorging, so kann das nur dadurch gerechtfertigt werden, dass eine gewisse Unterschreitung keine Beanstandung des Bauwerkes mit für den Unternehmer schädlichen Folgen bedingt. Wenn aber, wie jetzt im Entwurf vorgesehen, als Minimum 200 kg/cm² und als Mittel gar 250 kg/cm² verlangt werden, so kann es für den Unternehmer von den schwersten Folgen sein, wenn er diese Zahlen mangels entsprechender Zementqualität bei weitem nicht erreicht. Es wäre also Leichtsinns der Unternehmerschaft, solche

³⁾ Siehe Anleitung zur Vorausbestimmung der Würfeldruckfestigkeit der E. M. P. A.

Verpflichtungen zu übernehmen. Wohlverstanden wird nicht bestritten, dass diese hohen Festigkeiten in der Praxis oft erreicht und überschritten werden, aber nur deshalb, weil die Zemente der meisten Fabriken gegenüber der Norm 50 bis 80 % höhere Festigkeiten aufweisen; aber erst wenn derart erhöhte Festigkeiten *gewährleistet* sind, kann man Entsprechendes vom Beton fordern, vorher nicht!

Die Minimalforderung von 140 kg/cm² entspricht auch dem, was anderwärts vorgeschrieben wird. Deutschland verlangt im allgemeinen 120 kg/cm² und im besonderen 150 kg/cm² für Stützen, nebenbei gesagt, eine in der Praxis nicht ganz leicht durchzuführende Vorschrift. In Frankreich ist ein Minimum überhaupt nicht vorgeschrieben, doch ist als Wegleitung 160 bis 250 kg/cm² inklusive einem Erhärtungsfaktor von 1,2, also 133 bis 208 kg/cm² angegeben. Der niedrige Wert gilt für kleine Bauten, der hohe für „ouvrages très soignés“, wo bei uns wohl nur hochwertiger Beton in Betracht käme. Bei uns beabsichtigt man also, als Minimum für gewöhnliche Bauten ungefähr soviel zu verlangen, wie in Frankreich für Bauten ersten Ranges, und im Mittel gar noch 25 % mehr.

Zur Beurteilung der Frage, ob die im Entwurf vorgesehenen zulässigen Spannungen mit der zu fordernden minimalen Druckfestigkeit von 140 kg/cm² mit Rücksicht auf die Sicherheit im richtigen Verhältnis stehen, ist zunächst darauf hinzuweisen, dass kein Bauwerk nach 28 Tagen maximal beansprucht wird, sondern dass dies erst viel später geschieht, sodass sehr wohl mit einem nur etwa 25 % höheren Vergleichswert, also mit 175 kg/cm² gerechnet werden darf.

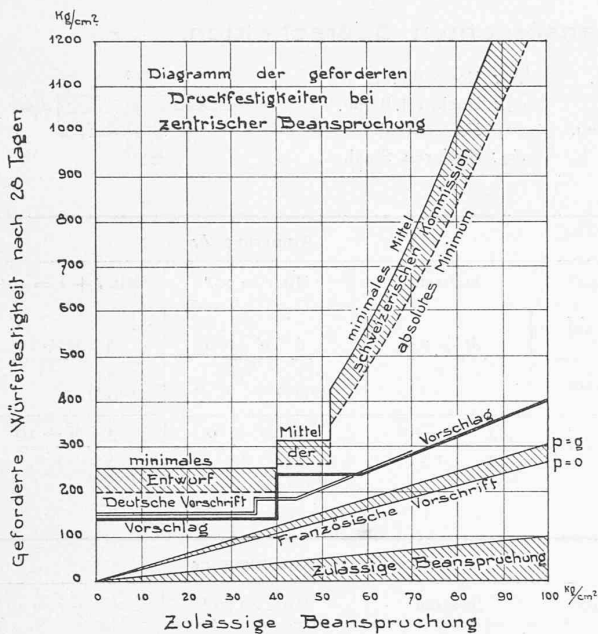
Für *zentrischen Druck* ist die Prismenfestigkeit massgebend, die zu vier Fünftel der Würfelfestigkeit angenommen, uns wieder auf 140 kg/cm² als minimale Prismenfestigkeit im Gebrauchszustande führt. Eine zulässige Spannung von 40 kg/cm² ergibt also eine 3,5 fache Sicherheit, die weitaus genügt, um den unvermeidlichen Ungenauigkeiten von Rechnung und Ausführung, sowie erheblichen Ueberlastungen Rechnung zu tragen.

Bei der *Biegung* ergibt sich mit $n = 10$ gerechnet, bei einer zulässigen Spannung von 80 kg/cm² mindestens die selbe Sicherheit. Denn gerade bei schwachem Beton, der für die Sicherheit gefährlich werden könnte und deshalb allein ins Auge zu fassen ist, übersteigt die Biegedruckfestigkeit die Prismendruckfestigkeit (immer mit $n = 10$ gerechnet), wie früher bemerkt, um das zwei- bis dreifache. Demgemäss ist die Bestimmung des Entwurfes, wonach schon bei 80 und 90 kg/cm² Biegespannung die Spannung im Eisen auf 1000 und 800 kg/cm² ermässigt werden muss, eigentlich nicht gerechtfertigt.

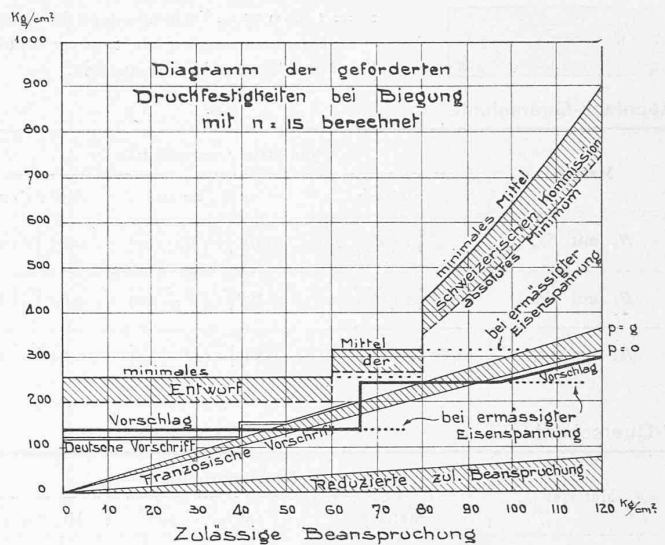
Logischerweise, das heisst mit Rücksicht auf die gewährleisteten Normenfestigkeiten der Zemente, kann ein „Qualitätsbeton“ von höherer Festigkeit nur bei Verwendung von hochwertigem Zement gefordert werden, weshalb der Ausdruck „hochwertiger Beton“ für die Vorschriften gerechtfertigt erscheint. Die Frage, ob man auch sonst auf Grund besonderer Versuche und einer nachweisbar konstanten, die Normen überschreitenden Zementqualität für ein bestimmtes Bauwerk einen Qualitätsbeton annehmen kann, bleibt dabei offen; aber die Vorschriften können sich damit nicht befassen, da sie auf den Zementnormen fussen müssen.

Für *hochwertigen Zement* ist eine plastische Normenfestigkeit von 420 kg/cm² mit 10 % Toleranz vorgesehen, also 68 % mehr als für normalen. Als Minimalfestigkeit des Beton kann also $140 \times 1,68 = 235$ kg/cm² gefordert werden, während der Entwurf ein absolutes Minimum von 260 kg/cm² und ein minimales Mittel von 312 kg/cm² verlangt. Die um 68 % höhere Festigkeit würde eine ebensolche Erhöhung der zulässigen Spannungen rechtfertigen. Das allermindeste, was gefordert werden muss, sind 50 %, was eine vierfache Sicherheit gewährleistet.

Der Entwurf sieht dann noch etwas vor, was als „Ueberbeton“ bezeichnet werden kann. Seine Minimalfestigkeit soll 350 kg/cm² und das Mittel sogar 420 kg/cm² be-



Vergleich verschiedener Eisenbeton-Vorschriften mit dem schweizer. Entwurf 1931 und dem Vorschlag Maillart.



tragen. Es ist klar, dass man bei keinem Projekt auf solche Zahlen abstellen kann, und es wäre ganz unzulässig, derartiges einer Unternehmung vorschreiben zu wollen. Zudem ist der durch den Entwurf gewährte Zuschlag zu den zulässigen Spannungen so gering, dass die Wirtschaftlichkeit dieses „Überbeton“ wieder verschwindet. Soll zum Beispiel die in Deutschland für Stützen zulässige Druckspannung von 70 kg/cm² erreicht werden, so muss die minimale Festigkeit $350 \cdot (70/52)^2 = 630 \text{ kg/cm}^2$ und die mittlere 760 kg/cm² betragen, während man sich hierfür in Deutschland mit 280 und in Frankreich mit etwa 200 kg/cm² begnügt! Mit andern Worten: man nimmt die Forderung der zehnfachen Sicherheit, die unsere ersten amtlichen Vorschriften schmückten, wieder auf! Wenn man bedenkt, dass im Hochbau gerade die Dimensionen der Stützen für den Entscheid zwischen Eisenbeton und Stahl oft ausschlaggebend sind, so ist die Schädigung, die der Eisenbetonbauweise durch solch übertriebene Forderungen zugefügt würde, in die Augen springend. Es rechtfertigt sich durchaus, den Grundsatz vierfacher Sicherheit auch für Beton höherer Festigkeit nicht zu überschreiten, gegenüber der bloß zweifachen Sicherheit der Stahlbauten.

Wer etwa glaubt, meine Forderungen seien von besonderer Kühnheit, kann sich durch Vergleichung mit den französischen und deutschen Vorschriften leicht vom Gegenteil überzeugen. Das Diagramm links zeigt die Druckfestigkeiten, die für gegebene zulässige zentrische Druckspannungen verlangt werden. Während der Entwurf der Kommission offensichtlich weit übers Ziel hinausschiesst, entspricht mein Vorschlag ungefähr der deutschen Vorschrift, und er ist viel vorsichtiger als die französischen. Zu bemerken ist, dass letztgenannte 32% der charakteristischen Festigkeit zulassen, die um 20% höher angesetzt werden darf, als die 28tägige Würfel Festigkeit, sodass sich der Sicherheitsfaktor zu $1 : 0,32 \times 1,2 = 2,6$ ergibt. Andererseits ist in Betracht zu ziehen, dass nach den französischen Vorschriften die beweglichen Lasten ohne Rücksicht auf den Stosszuschlag mit $\frac{4}{3}$ zu multiplizieren sind.⁴⁾ Ausser

⁴⁾ Bemerkte sei, dass ich diese im Prinzip durchaus berechnete Massnahme in der „Schweiz. Bauzeitung“ schon im Jahre 1912 (Band 59, S. 295) mit dem Koeffizienten $\frac{3}{2}$ vertreten habe. Nach 20 Jahren hat somit dieser Vorschlag in der französischen Vorschrift Anklang gefunden, ebenso wie der andere, auch bei Annahme gleichmässig verteilter Nutzlast mit einer minimalen Einzellast zu rechnen. Es wäre von Vorteil, wenn mein damaliger Vorschlag, mit $0,8 (g + 1,5 p)$ statt bloß $(g + p)$ zu rechnen, in den neuen Vorschriften Aufnahme finden könnte, indem nicht nur die stossweise Wirkung der Last, sondern schon deren Veränderlichkeit für die Beanspruchung von Bedeutung ist.

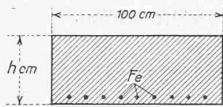
der unteren Linie, die die Anforderungen für nur ruhende Last angibt, ist deshalb noch eine höherliegende angegeben, die für den Fall gilt, dass die bewegliche Last der ruhenden gleichkommt. Mein diesbezüglicher ebenfalls eingezeichnete Vorschlag stimmt hinsichtlich der zulässigen Spannung von 40 kg/cm² mit dem Kommissionsvorschlag überein, gestattet jedoch für hochwertigen Beton 60 kg/cm² und behält die vierfache Sicherheit auch für höhere Betonqualitäten bei.

Für die Druckspannungen aus Biegung ist rechts ein entsprechendes Diagramm gezeichnet. Zu bemerken ist dabei, dass die französischen Vorschriften keinen Unterschied mit den zentrischen Beanspruchungen machen, was entschieden ein Mangel ist, da dadurch eine Ungleichheit im Sicherheitsgrad entsteht. Da die deutschen Vorschriften mit $n = 15$ rechnen, und in Frankreich, wo $n = 7$ bis 22 angenommen werden kann, der Durchschnitt ebenfalls 15 beträgt, ist zur Bestimmung auch der andern Linien diese nämliche Zahl angenommen worden. Während im ersten Diagramm die Linie der zulässigen Spannungen eingezeichnet ist, weil ihr Vergleich mit den anderen Linien unmittelbar den Sicherheitsgrad angibt, mussten hier zum gleichen Zweck die Ordinaten der Linie der zulässigen Beanspruchungen um 40% vermindert werden, zum Ausgleich des Unterschiedes der Festigkeiten von zentrischem Druck und Biegungsdruck.

Das Diagramm gilt für Rechteckquerschnitte von grösserer Höhe, während sowohl die deutschen Vorschriften, wie auch die schweizerischen für kleinere Dicken und Plattenbalken kleinere zulässige Spannungen vorschreiben. In Deutschland sind auch noch zwei weitere Kategorien mit weiter reduzierten Spannungen vorhanden, die indes den Stosszuschlag enthalten, sodass sie nicht weiter in Betracht zu ziehen sind.

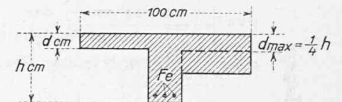
Aus Abb. rechts geht hervor, dass hier die Differenzen nicht so gross sind, wie für zentrischen Druck. Mein Vorschlag hält sich an die von der Kommission beschlossenen zulässigen Spannungen, und man sieht, dass selbst bei der von mir angenommenen Minimaldruckfestigkeit eine $3\frac{1}{2}$ fache Sicherheit wie bei zentrischem Druck gewahrt bleibt. Nur bei ermässiger Eisenspannung scheint dies nicht mehr der Fall zu sein, doch ist durch Versuche bewiesen, dass die Ermässigung der Eisenspannung den Ausfall deckt. Dass im Diagramm statt 70 und 90 kg/km² zulässiger Spannung 60 und 80 erscheinen, rührt lediglich davon her, dass zur bessern Vergleichung mit den ausländischen Vorschriften mit $n = 15$ gerechnet wurde.

Berechnung von auf Biegung beanspruchten Querschnitten.



M = Biegemoment in cmt pro 100 cm Breite.
 $v = 1$ bis $0,75$ = Verminderungsfaktor der
 Eisenspannung, nur bei $h > 20$ cm anzuwenden.
 Für d ist höchstens $\frac{1}{4} h$ einzusetzen.

B_n : Normalbeton.
 B_h : Hochwert. Beton.
 S_t_n : Normalstahl.
 S_t_h : Hochwert. Stahl.



Rechteck-Querschnitt.

Material	Minimale Querschnittshöhe h			Armierung F_e		
	Statisch	Mit $t = 20^\circ$	Mit $t + s = 40^\circ$	Statisch	Mit $t = 20^\circ$	Mit $t + s = 40^\circ$
B_n mit S_t_n	$\sqrt{v(M+20)}$	$0,91 \sqrt{v(M+20)}$	$0,83 \sqrt{v(M+20)}$	$\left. \begin{array}{l} \frac{M+10}{v h} \\ \frac{3}{4} \frac{M+10}{v h} \\ (0,75) \end{array} \right\}$	$\frac{6}{7} \frac{M+10}{v h}$	$\frac{3}{4} \frac{M+10}{v h}$
B_h mit S_t_n	$0,75 \sqrt{v(M+20)}$	$0,67 \sqrt{v(M+20)}$	$0,62 \sqrt{v(M+20)}$		$(0,86)$	$(0,75)$
B_h mit S_t_h	$0,80 \sqrt{v(M+20)}$	$0,71 \sqrt{v(M+20)}$	$0,65 \sqrt{v(M+20)}$		$\frac{2}{3} \frac{M+10}{v h}$	$\frac{3}{5} \frac{M+10}{v h}$
					$(0,67)$	$(0,60)$

T-Querschnitt.

Material	Minimalprodukt $h \times d$			Armierung F_e		
	Statisch	Mit $t = 20^\circ$	Mit $t + s = 40^\circ$	Statisch	Mit $t = 20^\circ$	Mit $t + s = 40^\circ$
B_n mit S_t_n	$\frac{3}{10} M$ (0,300)	$\frac{1}{4} M$ (0,250)	$\frac{3}{14} M$ (0,214)	$\left. \begin{array}{l} \frac{M+10}{h} \\ \frac{3}{4} \frac{M+10}{h} \\ (0,75) \end{array} \right\}$	$\frac{6}{7} \frac{M+10}{h}$	$\frac{3}{4} \frac{M+10}{h}$
B_h mit S_t_n	$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{5} M \\ (0,200) \end{array} \right\}$	$\frac{1}{6} M$ (0,167)	$\frac{1}{7} M$ (0,143)		$(0,86)$	$(0,75)$
B_h mit S_t_h					$\frac{2}{3} \frac{M+10}{h}$	$\frac{3}{5} \frac{M+10}{h}$
					$(0,67)$	$(0,60)$

Wenn die Anforderungen an die Betonfestigkeit in der vorgeschlagenen Weise ermässigt und die zulässigen Spannungen eine bessere Anpassung an diese Festigkeiten erfahren, kann der Entwurf der Kommission die Praxis befriedigen, wenn auch zu bedauern bleibt, dass er in verschiedener Hinsicht weitläufiger und dabei doch weniger präzis ist, als die Vorschriften von 1909.

Immerhin wäre es wünschenswert, die übliche Berechnung auf Biegung einer Revision zu unterziehen. Man hält es für nötig, einen Umweg über „zulässige Spannungen“, die in Wirklichkeit nicht vorkommen, und ein bestimmtes Verhältnis der Elastizitätszahlen, das tatsächlich variabel ist, zu machen. Dies ist ganz unnötig, denn da zur Gewährleistung der Sicherheit bei gegebener Materialqualität jedem Moment eine ganz bestimmte Minimalhöhe mit daraus abzuleitendem Eisenquerschnitt entspricht, steht einer direkten Bestimmung dieser Werte nichts im Wege. Sobald die gewählte Höhe die Minimalhöhe überschreitet, ist der Balken bei entsprechender Wahl des Eisenquerschnittes gesichert und die Frage nach der „vorhandenen“ Betonspannung müssig.

Eine solche Berechnung ist in obenstehender Tabelle restlos enthalten. Sie setzt bezüglich der Armierung einen einheitlichen Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt gleich $\frac{5}{6}$ der Höhe fest, sofern es sich nicht um allzukleine Abmessungen oder sehr hohe Spannungen handelt. Dieses Mass ist mindestens ebenso richtig als die nach bisheriger Methode berechneten Werte und jedenfalls genügend mit Hinblick darauf, dass sich bei Streckung der Armierung der ganze Druck auf die äussersten Schichten konzentriert.

Rechnet man nun wie üblich für einen Rechteckquerschnitt mit $n = 10$ und $\sigma_b = 73 \text{ kg/cm}^2$ die Nutzhöhe aus und schlägt für Ueberdeckung $\frac{1}{10}$ zu, so erhält man genau den Grundwert $h = \sqrt{M}$, wo M in cmt pro m Breite.

Indem wir zu M die Konstante 20 cmt hinzufügen, ermässigen wir die Spannung für niedrigere Querschnitte und zwar ergibt sich für:

$h = 22 \text{ cm}$: $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ | $h = 8 \text{ cm}$: $\sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$
 $h = 10,6 \text{ cm}$: $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ | $h = 6,6 \text{ cm}$: $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$
 was den Anforderungen des Entwurfes entspricht und zu-

dem die sprunghaften Uebergänge bei den Höhengrenzen vorteilhaft beseitigt.

Der Koeffizient v bewirkt eine weitere Verminderung der Konstruktionshöhe. Berechnet man mit $n = 10$, $\sigma_b = 80$ und $\sigma_e = 1000$ die Nutzhöhe und schlägt ein Zehntel für Ueberdeckung zu, so erhält man den selben Wert, wie nach der Formel mit $v = 0,8$. Zu weite Abminderung bis auf $\sigma_b = 90$ mit $\sigma_e = 800$ halte ich schon aus wirtschaftlichen Gründen nicht für angebracht, sie könnte indes durch Reduktion von v auf $0,64$ berücksichtigt werden.

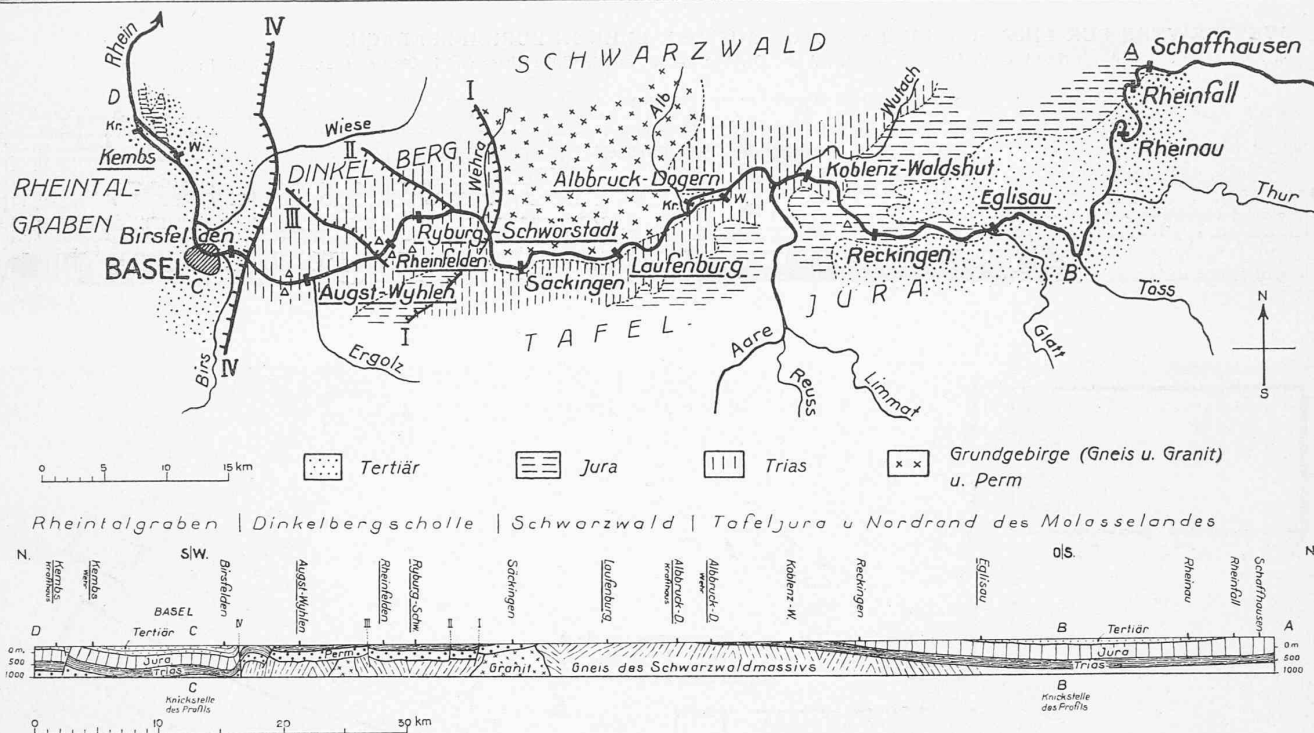
Für den Eisenquerschnitt ergibt sich für $\sigma_e = 1200$ und Abstand von Zug und Druckmittelpunkt $= \frac{5}{6} h$ die Grundformel $F_e = M/h$.

Bei niedrigen Querschnitten ist allerdings $\frac{5}{6} h$ schon der Ueberdeckung wegen zu gross und überdies ist es wünschenswert, dass auch in dünnen Eisenbetonplatten eine gewisse Minimalarmierung vorhanden ist. Durch die Hinzufügung der Konstanten 10 cmt zu M wird beides erreicht. Bei dem sehr kleinen Moment von 5 cmt ergibt sich beispielsweise die Plattenstärke zu 5 cm und ein Eisenquerschnitt von 3 cm^2 pro m Breite.

Bei sehr starker Armierung ist der für den Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt angenommene Wert $\frac{5}{6} h$ ebenfalls etwas zu reichlich, da die Armierung mehr Raum einnimmt und auch im Bruchzustand der Druckmittelpunkt sich von der Oberkante weiter entfernt. Der Koeffizient v dient hier als Korrektur. Darnach wird die rechnungsmässige Eisenspannung zwar weniger vermindert, als es der Entwurf beabsichtigt, aber eine so starke Verminderung ist zur Wahrung der Sicherheit auch nicht nötig.

Für hochwertigem Beton und hochwertigem Stahl ergeben sich die in der Tabelle angegebenen Faktoren für Spannungserhöhungen um die Hälfte und um ein Drittel. Die Faktoren für Temperatur und Schwinden sind dem Entwurf angepasst.

Es ist prinzipiell unrichtig, dass man bei der Berechnung von *Plattenbalken* mit den zulässigen Biegungsspannungen operiert. Diese dürfen beim Rechteckquerschnitt nur deshalb bedeutend grösser angenommen werden als die axialen Druckspannungen, da selbst bei Ueberschreitung



Geologie des Rheingebietes von Schaffhausen bis Kembs. — Masstab der Längen 1 : 550 000, der Höhen 1 : 275 000. — I/IV = Verwerfungen (vergl. Text); d = Salinen.

der Festigkeit in den äussersten Schichten ein Bruch nicht stattfinden kann, weil die tieferliegenden Schichten noch standhalten. Bei der Platte eines T-Querschnittes kann solches nicht stattfinden, und man sollte deshalb von den für exzentrischen Druck geltenden Regeln ausgehen, statt einfach gefühlsmässig eine etwas geringere Biegungsspannung zuzulassen. Demgemäss betrachte ich die Platte als Druckglied und lasse sie mit der zulässigen zentrischen Druckspannung arbeiten. Die Randspannungen werden, besonders in der Nähe der Rippe, etwas höher, doch bleiben sie immer im Rahmen der dafür im Entwurf festgesetzten Grenzen. Den Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt zu $\frac{5}{6}h$ angenommen, ergibt sich das zulässige Moment zu $M = 100 \cdot \sigma_b \cdot d \cdot \frac{5}{6} \cdot h$ cmt, woraus sich für $\sigma_b = 0,04$ t/cm² der einfache Ausdruck $M = 10/3 \cdot d \cdot h$ ergibt.

Ist also entweder d oder h gegeben, so ergibt sich $h \geq 0,3 M/d$ oder $d \geq 0,3 M/h$.

Die Eisenquerschnitte werden in gleicher Weise berechnet, wie beim Rechteckquerschnitt. Denn wenn die bisher übliche „genaue Berechnung“ für die Plattenbalken kleinere Eisenquerschnitte ergibt als für volle Querschnitte gleicher Höhe und Breite, muss man sich nur wundern, dass eine solche Rechnungsweise sich so lange halten konnte. Denn ein voller Rechteckquerschnitt wird bei gleicher Armierung immer mindestens ebenso tragfähig sein, wie ein T-Querschnitt von gleicher Höhe und Breite. — Für hochwertigen Beton und Stahl, sowie Temperatur und Schwinden gilt das beim Rechteckquerschnitt Gesagte auch für den T-Querschnitt.

Man mag einwenden, die Tabelle für Rechteckquerschnitte biete, abgesehen von der Berücksichtigung der verminderten Spannungen bei dünnen Platten, nichts besonderes, da sich ja jedermann etwas Entsprechendes zurecht legen kann. Ihre Aufnahme in die Vorschriften hätte aber den Vorteil, dass von den ephemeren Werten σ_b und n nicht mehr die Rede wäre. Ferner wäre es bei der Vorlage von Berechnungen von Wert, eine einheitliche, in den Vorschriften enthaltene Tabelle benützen zu können, statt einer der verschiedenen privaten, die dem Prüfenden nicht geläufig ist. — Die Tabelle für Plattenbalken dagegen ist nicht nur als eine Vereinfachung, sondern auch als eine sachliche Verbesserung der bisherigen Methoden anzusprechen. R. Maillart.

Die geologische Lage der Kraftwerke am Oberrhein.

[Wir entnehmen diese Uebersicht dem Sonderdruck aus „Eclogae geologicae Helvetiae“, Vol. 24, Nr. 2, 1931 von W. Hotz und A. Buxdorf, Basel. Es sei noch besonders hingewiesen auf den dort enthaltenen Abschnitt über die bautechnische Bedeutung der alten, interglazialen Rheinrinnen. Red.]

Im obersten Abschnitt des betrachteten Gebietes, von Schaffhausen bis zur Aaremündung, befinden wir uns im Tafeljura, dessen Schichten SW—NO streichen. Von Schaffhausen an, wo der heutige Rheinlauf die Kalke des obern Malm durchbricht, gelangt er in jüngere Schichten, nämlich in die dem Jura aufruhende Molasse (Tertiär), in die das Kraftwerk Rheinau zu liegen kommt. Von der Tössmündung an dringt er nun in immer ältere Schichten ein (Jura-Trias). Beim Kraftwerk Eglisau steht noch Molasse an, unter der aber schon in 25 m Tiefe eocäne Bohnerztone (Bolus) und Jurakalke (Oberer Malm) folgen, die mit 10° west-nordwestlichem Ansteigen kurz unterhalb der Wehrstelle an die Oberfläche treten. Im Untergrund des künftigen Kraftwerkes Reckingen finden sich bereits Effinger-Mergel des untern Malm; am Koblenzer Laufen fließt der Rhein über Trigonodus-Dolomit und Nodosenkalk.

An den beidseitigen Talgehängen direkt unterhalb der Aaremündung streicht die für Wehrfundationen zu meidende salzführende Anhydritgruppe zu Tage aus. Das Wehr von Albrück-Dogern ruht auf den Tonmergeln des Wellengebirges (unterster Muschelkalk); schon beim 3 km weiter flussabwärts gelegenen Krafthaus von Albrück-Dogern hat der Rhein das Grundgebirge des Schwarzwaldes erreicht, das als Gneis auch dem Kraftwerk Laufenburg als Fundamentunterlage dient. Das Werk Säckingen wird auf Sandsteine des obern Perm zu gründen sein.

Am folgenden, nordwärts gerichteten Bogen quert der Rhein die Wehratal-Zeinger-Bruchzone (I), längs der die Dinkelbergscholle gegenüber dem Schwarzwaldmassiv um mehrere 100 m abgesunken ist. Infolge dieser Verwerfung gelangt der Rhein in seinem weiteren Lauf von neuem in die Trias-Platte. Im Graben von Schwörstadt-Rheinfelden, der von zwei Südost-Nordwest gerichteten Brüchen (Maulburger und Rheinfelder Verwerfung, II u. III) begrenzt wird, fließt der Strom in den Felsstrecken ausschliesslich über Hauptmuschelkalk; hier ist das Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt auf Trochitenkalk, das Kraftwerk Rheinfelden auf Nodosenkalk fundiert. Am Westrand dieser Muschelkalktafel liegen beiderseits des Rheines die Salinen von Rheinfelden; sie beuten die Salzlager im unteren Teil der Muschelkalkformation aus, die stromabwärts bis zur Rheinfelder Verwerfung (III) reicht, wo sie an Bunt-